# قابلیت اطمینان سازه لرزه‌ای بهبود یافته بر روی ساختمان‌های بتن‌آرمه با استفاده از اتصالات مهار شده در برابر کمانش

کنترل ارتعاشات و خرابی ساختمان‌های بتن مسلح (RC)در برابر زلزله کاری دشوار است. این امر نیاز به استفاده از دستگاه‌های نوآورانه برای افزایش رفتار لرزه‌ای ساختمان‌های بتنی دارد. در این مقاله، ما ساختمان‌های بتن‌آرمه با مهاربندهای کمانش ناپذیر (مهاربندهای کمانش تاب)را برای رسیدن به این هدف طراحی می‌کنیم. برای این منظور، سه سازه قاب بتن مسلح سنتی با سطوح طبقات ۳، ۶ و ۹ با استفاده از روش شناخته‌شده الگوریتم ژنتیک مرتب‌سازی نامغلوب (NSGA - II)به منظور کاهش هزینه و به حداکثر رساندن عملکرد لرزه‌ای طراحی شده‌اند. در این مقاله، سازه‌های بتن مسلح معادل با مهاربندهای کمانش ناپذیر طراحی شده‌اند. هر دو سیستم سازه‌ای در معرض چندین تحریک زمین باریک ثبت‌شده در مکان‌های خاک نرم مکزیکوسیتی که در سطوح مختلف شدت از نظر شتاب طیفی در حالت اول ارتعاش سازه (S [ ۱ ])مقیاس گذاری شده‌اند، قرار دارند. تحلیل دینامیکی فزاینده، شکنندگی لرزه‌ای و قابلیت اطمینان سازه‌ای بر حسب بیشینه دریفت بین طبقه‌ای برای تمامی ساختمان‌ها محاسبه شده‌است. برای سه سازه انتخاب‌شده و مدل‌های معادل با مهاربندهای کمانش ناپذیر، نتیجه گرفته می‌شود که نرخ افزایش سالانه هنگامی که مهاربندهای کمانش ناپذیر در نظر گرفته می‌شوند، به طور قابل‌توجهی کاهش می‌یابد.

## ۱. مقدمه

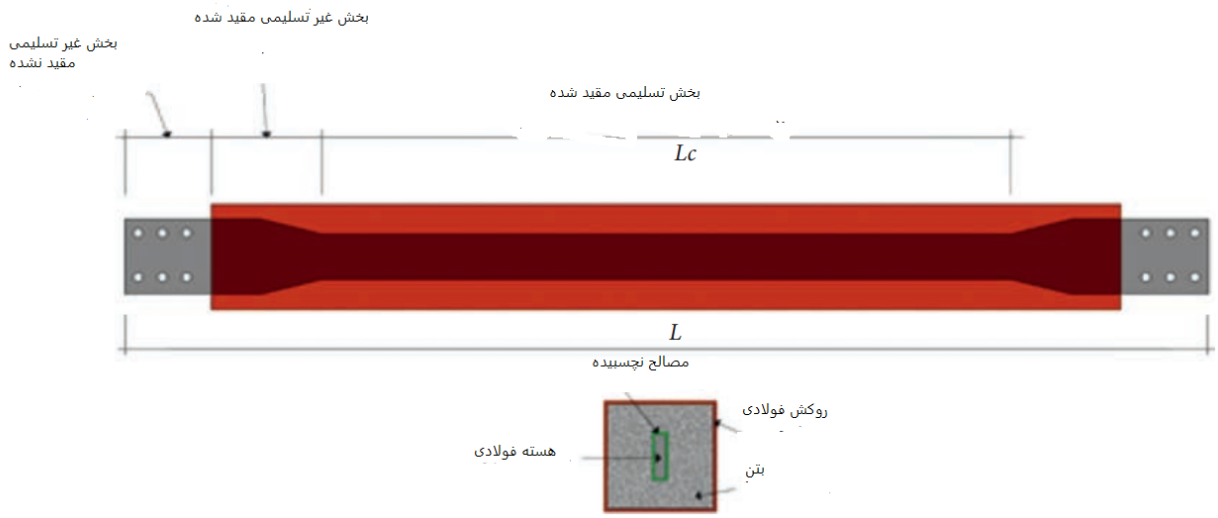
در چند سال گذشته، تعداد زیادی از ساختمان‌ها به خاطر زلزله‌های متوسط و بزرگ آسیب‌دیده اند.امروزه سیستم‌های سازه‌ای به منظور کاهش آسیب لرزه‌ای تکامل‌یافته اند. امروزه، یکی از پر استفاده ترین سیستم‌های سازه‌ای، قاب‌های بتن مسلح شناخته شده‌است. ساختمان‌های بتن مسلح اغلب مورد استفاده قرار می‌گیرند. با این حال، مهم‌ترین عیب آن‌ها مشکل بودن تعمیرات ان پس از وقوع زلزله است. علاوه بر این، سازه‌های بتن‌آرمه واقع در مناطق لرزه‌ای معمولا در معرض جابجایی بین طبقه‌ای پیک بزرگ تولید شده توسط بارهای جانبی قرار می‌گیرند.

از آنجا که مقررات طراحی لرزه‌ای، کنترل حداکثر دریفت بین طبقه‌ای را به عنوان پارامتر اصلی تقاضای مهندسی به منظور دستیابی به یک عملکرد سازه ای خوب توصیه می‌کند، همانطور که Krawinkler و گوپتا [ ۱ ] نشان می‌دهند، لازم است که تقاضای حداکثر دریفت در ساختمان‌های بتن مسلح RC کاهش یابد. * با استفاده از مهاربندهای متمرکز می توان میزان تغییر مکان در ساختمان‌های بتنی سنتی را کاهش داد. هدف مهاربندها در قاب‌های سازه‌ای، افزایش سختی و کاهش تغییر مکان‌های جانبی ناشی از زلزله است [ ۲، ۳ ]. با وجود مزایای قاب‌های مهاربندی شده معمولی، چندین مطالعه نشان داده‌اند که آسیب‌های مکرر در این نوع از سیستم سازه‌ای در زلزله‌های گذشته مانند زلزله ۱۹۸۵ مکزیک، زلزله ۱۹۸۹ لوما پریتا، زلزله ۱۹۹۴ نورتریج و زلزله ۱۹۹۵ هیوگو - کن نانبو، در میان زلزله‌های دیگر مشاهده شده‌است [ ۴ - ۹ ]، که توسط سابلی و همکاران [ ۱۰ ] نشان‌داده شده‌است. به طور خاص، خواص نامتقارن در کشش و فشار و زوال در مقاومت زیاد در فشار به طور قابل‌توجهی عملکرد مهاربندها را کاهش می‌دهد. به منظور داشتن خواص مکانیکی مشابه در کشش و فشار مهاربند، نوع جدیدی از مهاربندها به نام مهاربند کمانش ناپذیر که شامل یک هسته فولادی شکل‌پذیر است که مجبور به تسلیم مشابه در کشش و فشار با مقاومت در برابر کمانش می‌شود، پیشنهاد شده‌است [ ۱۱ - ۱۷ ]. چندین آزمایش تجربی نشان داده‌اند که رفتار چرخه‌ای مهاربندهای کمانش ناپذیر پایدار و تقریبا دو خطی است. به طور خاص، پالازو و همکارانش [ ۱۸ ] به این نتیجه رسیدند که طراحی مهاربندهای کمانش ناپذیر که کارآمد، مقاوم، عملا بدون نگهداری، بادوام، به طور منطقی ارزان، با تولید آسان، و ساخته‌شده از مواد پایه و به راحتی قابل تعویض باشند، امکان پذیر است. به همین دلیل، اگر چه پاسخ لرزه‌ای قاب‌های بتن مسلح با مهاربندهای کمانش ناپذیر مورد مطالعه قرار گرفته‌است، معمولا سیستم‌های دو بعدی برای تحلیل دینامیکی در نظر گرفته می‌شوند؛علاوه بر این، مزایای مهاربندهای کمانش ناپذیر در ساختمان‌های بتن مسلح از نظر شکنندگی و قابلیت اطمینان سازه‌ای به طور معمول مورد ارزیابی قرار نمی‌گیرد. با توجه به نیاز به مشاهده مزایای مهاربندهای کمانش ناپذیر در عملکرد لرزه‌ای از نظر شکنندگی سازه‌ای و قابلیت اطمینان ساختمان‌های بتن مسلح سه‌بعدی، در این مطالعه عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های بتن مسلح سه‌بعدی و معادل آن با سازه‌های بتن مسلح سه‌بعدی با مهاربندهای کمانش ناپذیر مورد ارزیابی قرار گرفته است. برای این کار، سه ساختمان بتن مسلح سازه‌ای با ۳، ۶ و ۹ طبقه مطابق با مقررات

طراحی لرزه‌ای (MCSDP)مکزیکوسیتی طراحی شده‌اند [ ۱۹ ]. علاوه بر این، سه ساختمان بتنی معادل با مهاربندهای کمانش ناپذیر طراحی شده‌اند. لازم به ذکر است که برای طراحی لرزه‌ای تمام ساختمان‌ها، رویکرد ایین نامه NSGA II - [ ۲۰، ۲۱ ] به منظور کاهش هزینه و افزایش ظرفیت سازه مطابق با استاندارد MCSDP مورد استفاده قرار گرفته‌است. به عنوان مثال ساختمان‌های قاب سه‌بعدی در هر دو نوع سیستم سازه‌ای در معرض ۳۰ رکورد حرکت زمین به‌دست‌آمده از محل‌های خاک نرم مکزیکوسیتی که در شتاب‌های طیفی مختلف در اولین مد ارتعاش سازه مقیاس گذاری شده‌اند، قرار می‌گیرند. در مجموع ۳۶۰۰ تحلیل لرزه‌ای انجام شده‌است. نتایج حاصل از تحلیل‌های عددی نشان می‌دهد که عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های بتن مسلح با مهاربندهای کمانش ناپذیر بهتر از عملکرد سازه‌ای ساختمان‌های سنتی است که نشان‌دهنده مزایای این سیستم سازه‌ای است. به همین دلیل، مهاربندهای کمانش ناپذیر زمانی که در قاب‌های بتن مسلح قرار می‌گیرند، می‌توانند قابلیت اطمینان سازه را به طور قابل‌توجهی افزایش دهند. علاوه بر این، آسیب در ساختمان‌ها با مهاربندهای کمانش ناپذیر در مهارها متمرکز شده‌است که می‌تواند پس از وقوع زلزله جایگزین شود. لازم به ذکر است که اگر چه تعامل سازه خاک در نظر گرفته نشده است، توجه داشته باشید که نتایج مشابهی انتظار می‌رود زیرا این اثر دوره تناوب ارتعاش یک ساختمان را افزایش می‌دهد [ ۲۲، ۲۳ ].

## ۲.مهاربندهای مقاوم در برابر کمانش

بدین منظور از مهاربندهای کمانش ناپذیر جدید به عنوان یکی از آلمان‌های جذب انرژی لرزه‌ای با هدف کاهش خسارت در سازه تحت زلزله‌های شدید استفاده شده‌است. آن‌ها شامل یک بخش فولادی هستند که در یک محفظه لوله‌ای یا استوانه‌ای پر شده با بتن یا ملات محصور شده‌است. شکل ۱ شکل و اجزای این مهاربند [ ۱۱، ۲۴ ] را نشان می‌دهد، که استفاده از ظرفیت کامل هسته فولادی و به دست آوردن یک رفتار چرخه‌ای متقارن و بسیار پایدار در مقایسه با مهاربندهای معمولی را ممکن می‌سازد. علاوه بر این، مهاربندهای کمانش ناپذیر را می توان به راحتی در صورت آسیب جایگزین نمود.




**شکل ۱:** بخش های مهاربند کمانش تاب و اجزای مقطع عرضی.

مطالعات تجربی مختلفی بر روی این نوع از دستگاه‌ها انجام شده‌است. ترا - گیلمور و ویرتو - کامبره [ ۲۵ ] با استفاده از لوله‌های دایره‌ای یا هسته فولادی زاویه تست سیکلی را در مهاربندهای کمانش ناپذیر متعدد انجام دادند و به این نتیجه رسیدند که هم رفتار هیسترتیک پایدار و هم مقاومت مشابه در برابر فشار و کشش را توسعه داده‌اند. خاپانیت و همکارانش [ ۲ ] یک روش طراحی مبتنی بر انرژی را با مقایسه مطالعات تجربی بین یک قاب بدون پوشش بتنی مسلح و یک قاب مهار بندی شده بتن مسلح ارائه دادند. گویررو و همکاران [ ۲۶ ] مطالعه مقایسه‌ای بین دو قاب ۵ طبقه فولادی با و بدون مهاربند کمانش ناپذیر در ضریب مقیاس ۱ / ۱۰ تحت رکوردهای لرزه‌ای باند باریک در مکزیکوسیتی انجام شد. نتایج نشان‌دهنده کاهش قابل‌ملاحظه تغییر مکان‌ها، بیشینه تغییر مکان بین طبقه‌ای و شتاب کف برای قاب‌های مهاربندی شده و همچنین افزایش سختی و میرایی سیستم می‌باشد. به طور مشابه، مطالعاتی بر روی روش‌های جدید برای مدل‌سازی مناسب این نوع مهاربندها انجام شده‌است. رهنورد و همکارانش [ ۲۷ ] منحنی‌های هیسترزیس مطالعات تجربی را با یک مدل عددی ساده به منظور اجتناب از زمان محاسباتی زیاد برای تحلیل‌ها مقایسه کردند. علاوه بر این، آن‌ها از این نوع مهاربند برای مقاوم‌سازی یا تقویت ساختمان‌های بتنی استفاده کرده‌اند [ ۲۸ ]. در این مطالعه، تفاوت قابل‌توجهی در مقاومت جانبی، رفتار چرخه‌ای و ظرفیت استهلاک انرژی مشاهده شده‌است. سختی

جانبی که یک مهاربند کمانش ناپذیر به کف می‌آورد را می توان بدون در نظر گرفتن مساحت هسته بدست آورد که در معادله زیر نشان‌داده شده‌است [ ۲۹ ]:

$$\frac{Kl}{(A/L)} = \frac{E\ COS\ 2\ \theta}{\Upsilon + \eta(1-\Upsilon)} = \frac{\mathrm{E\ COS\ 2\ \theta}}{L\ RF} \qquad (۱)$$

که در آن L طول کلی مهاربند، E مدول الاستیک، θزاویه شیب، Lc طول آلمان بدون اتصال، Υ رابطه بین Lc و L، η رابطه بین کرنش‌های محوری متوسط خارج و داخل هسته، و LRF ضریبی است که ناحیه سختی محوری بالاتر در انتهای مهاربند را در نظر می‌گیرد. ترا - گیلمور و رویز - گارسیا [ ۳۰ ] مشخص کردند که با در نظر گرفتن Lc، این مقدار برابر با نصف مقدار L است و میانگین مساحت خارج از هسته سه برابر مساحت هسته است؛LRF برابر با ۶۷ / ۰ است. به همین دلیل سختی واقعی که مهاربند کمانش ناپذیر به سیستم وارد می‌کند، به تفاوت بین نواحی اتصال و هسته بستگی دارد. بدین منظور، ساختمان‌های مهاربندی شده و مهاربندی نشده بتن مسلح با استفاده از روش NSGA II - که در زیر توضیح داده شده‌است، طراحی شدند. در نهایت ، قابلیت اطمینان لرزه ای هنگامی که هر دو سیستم سازه ای تحت حرکات باند باریک ثبت شده در مکزیکوسیتی قرار می گیرند ، مقایسه می شود.

## ۳.روش شناسی

### ۳. ۱. طراحی لرزه‌ای مدل‌های بتن مسلح RC با استفاده از NSGA - II.

در حال حاضر، مطالعات زیادی در مورد کاربرد تکنیک‌های بهینه‌سازی برای طراحی سازه، به ویژه با استفاده از الگوریتم های ژنتیک وجود دارد [ ۳۱ ]. هدف از این رویکرد، تولید یک جمعیت تصادفی از جواب‌ها، طبقه‌بندی آن‌ها براساس خوبی آن‌ها به عنوان راه‌حل مساله با استفاده از تابع برازش است. برای بدست آوردن جواب‌های جدید با استفاده از روش تقاطع، از نزدیک‌ترین راه‌حل‌هایی که مساله را ارضا می‌کنند، استفاده می‌شود که بهترین ویژگی‌های هر جواب را حفظ می‌کنند. این روش تا سیکل یا تعداد نسل مورد نظر تکرار شده و در نهایت قادر به یافتن جواب بهینه می‌باشد. یک الگوریتم ژنتیک معمولی براساس پارامترهای زیر است:

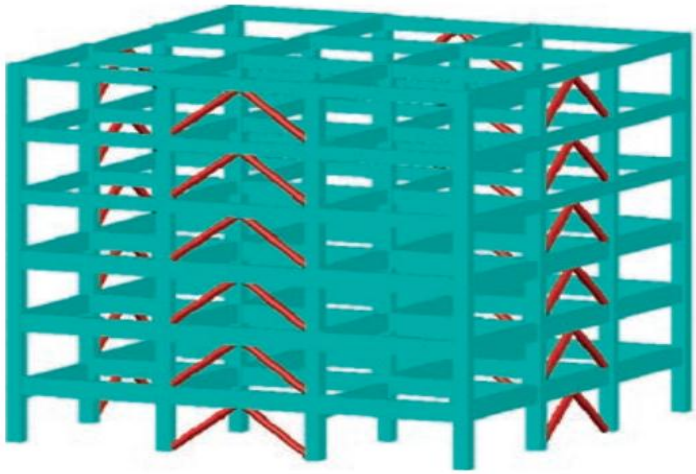
(۱)تابع تناسب: این تابع شامل ایجاد یک یا چند تابع است که به اندازه کافی توانایی هر راه‌حل برای حل مشکل را ارزیابی می‌کنند. علاوه بر این، برای از بین بردن راه‌حل‌هایی که الزامات ساده را رعایت نمی‌کنند، جریمه‌هایی در نظر گرفته می‌شود، در این مورد برخی از جریمه‌ها می‌تواند اتصالات کافی تیر - ستون، ارتفاع بیش از حد یا ناکافی مقطع، و جابجایی بیش از حد، در میان دیگران باشد. مهم است که افراد را با استفاده از این ارزش‌ها طبقه‌بندی کنیم.

(۲)همگذری: براساس گرفتن راه‌حل‌های جدید از بهترین راه‌حل‌ها است. برای این منظور، هر کدام با کدگذاری باینری نشان داده می‌شوند و ترکیب دو کد مختلف در هر نقطه، کدهای جدیدی را تولید می‌کند. این تبادل مشابه مبادله به‌دست‌آمده در تولید مثل جنسی است.

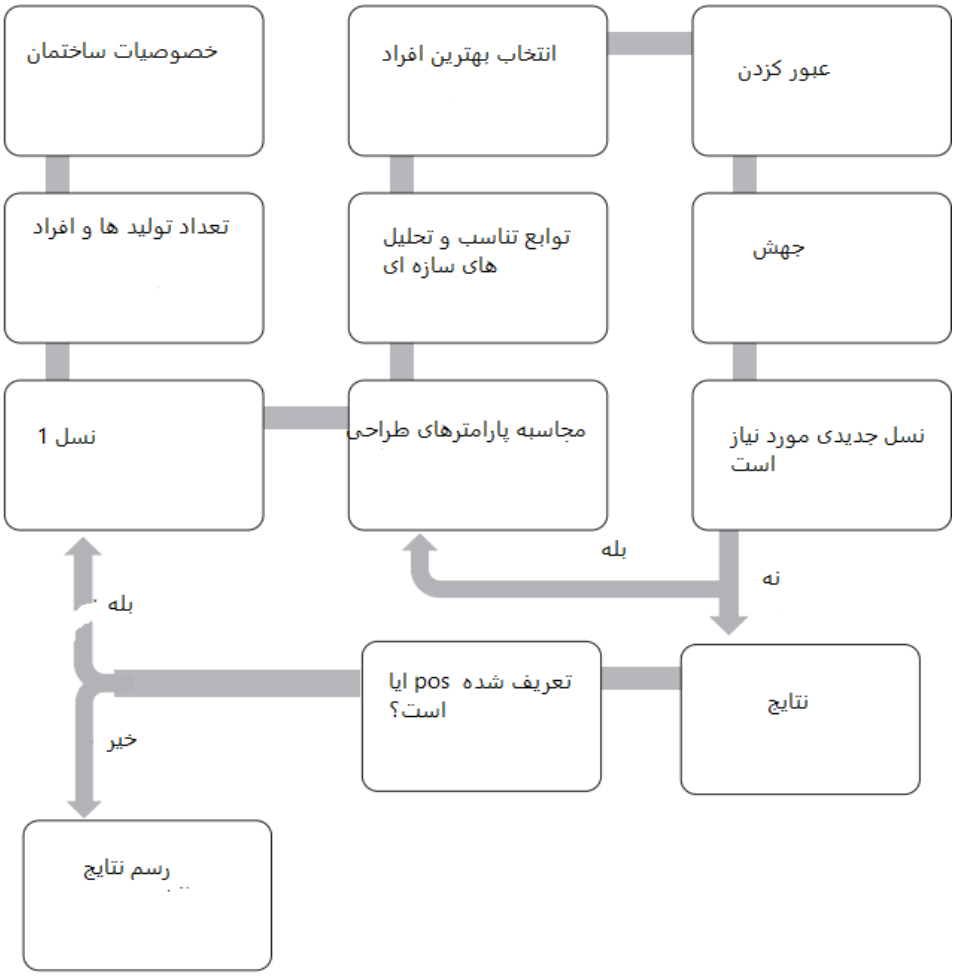
(۳)دگرگونی: آن شامل ایجاد تنوع با تغییر یک بیت از کد دودویی با استفاده از یک احتمال مطلوب است که تعیین می‌کند کدام راه‌حل‌ها تغییر می‌کنند.

برای اهداف طراحی لرزه‌ای، استفاده از روش بهینه‌سازی چندمنظوره مانند NSGA - II ضروری می‌باشد [ ۲۱ ]. این روش برای طراحی لرزه‌ای ساختمان‌های فولادی دو بعدی و سه‌بعدی در مقایسه با روش بهینه‌سازی دیگر [ ۳۲ ] برای طراحی چند منظوره ساختمان‌های سبز [ ۳۳ ] مفید بوده‌است. علاوه بر این، اخیرا برای طراحی بهینه سازه‌های مجهز به میراگرهای نیمه فعال سیال ویسکوز مورد استفاده قرار گرفته‌است [ ۳۴ ].

در این مطالعه، سه ساختمان بتن مسلح با طبقات ۳، ۶ و ۹ به نام‌های ۳RC، ۶RC و ۹RC و مدل‌های سازه‌ای معادل با مهاربندهای کمانش ناپذیر (به نام‌های ۳RC - مهاربند کمانش ناپذیر، ۶RC - مهاربند کمانش ناپذیر و ۹RC - مهاربند کمانش ناپذیر)برای ارزیابی دو تابع تناسب طراحی شده‌اند: هزینه و حداکثر دریفت بین طبقه‌ای. در حالی که ویژگی‌های اصلی مدل‌های سازه ای در جدول ۱ نشان‌داده شده‌است، شکل ۲ یک نمای سه‌بعدی از ساختمان بادبندی شده با ۶ طبقه را نشان می‌دهد. توجه داشته باشید که تمام ساختمان‌ها تحت بارهای لرزه‌ای مربوط به مکان‌های خاک نرم مکزیکوسیتی طراحی شده‌اند. پیشنهاد شد که از مقاطع مختلف تیر و ستون برای هر سه طبقه و یک مقطع مهاربند کمانش ناپذیر برای تمام ساختمان‌های قاب بندی شده استفاده شود.



**شکل ۲:** نمای سه بعدی ساختمان بتن آرمه با BRB (مدل RC-BRB6)




**شکل ۳:** نمودار روند مورد استفاده برای طراحی لرزه ای ساختمانهای سه بعدی RC [۳۵]

**جدول ۱:** مشخصات هندسی اصلی مدلهای سازه ای طراحی شده

| مدل | تعداد سقف ها | دهانه جهت ایکس | دهانه جهت ایگرگ | ارتفاع درون طبقه (m) | ارتفاع دهانه (m) | طول کلی (m) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| RC3, RC3-BRB | 3 | 3 | 3 | 3.5 | 7 | 10.5 |
| RC6, RC6-BRB | 6 | 3 | 3 | 3.5 | 7 | 21 |
| RC9, RC9-BRB | 9 | 3 | 3 | 3 | 5 | 27 |

به عنوان مثال روش کامل مورد استفاده برای طراحی لرزه‌ای سه ساختمان بتن مسلح قاب شده در شکل ۳ نشان‌داده شده‌است (برای جزئیات بیشتر در مورد این روش به لیوا و همکاران [ ۳۵ ] مراجعه کنید). در طراحی لرزه‌ای ساختمان‌های بتنی مسلح با مهاربندهای کمانش ناپذیر نیز از همین روش استفاده شده‌است.

همانطور که قبلا نشان داده شد، شکل ۳ فلوچارت روند طراحی را نشان می‌دهد. در وهله اول، تعدادی نسل و جمعیت پیشنهاد می‌شود؛توجه داشته باشید که نسل اول به صورت تصادفی ایجاد می‌شود. در این مقاله، پارامترهای اصلی الگوریتم ژنتیک، به ویژه توابع برازش (۲)و (۳)، تقاطع و جهش، برای به دست آوردن افراد نسل جدید، مورد بررسی قرار می‌گیرد. این روش تکرار می‌شود و انتظار می‌رود با افزایش تعداد نسل‌ها نتایج بهتری حاصل شود. لازم به ذکر است که توابع تناسب براساس تست‌های متعدد الگوریتم کالیبره شده‌اند.

$$F_1=I_{mid}\, C^5_{slab}\, C^3_{d}\, C_{con}\, C^{0.1}_{s} \qquad (۲)$$

$$F_2=C^{0.33}\, C^5_{slab}\, C^3_{d}\, C_{con}\, C^{0.1}_{s} \qquad (۳)$$

که در آن F1 و F2 توابع تناسب حداکثر دریفت بین طبقه‌ای (MID)و هزینه هستند.F1 دارای هدف یافتن سبک‌ترین مقاطع در مقایسه با MID با یک دریفت هدف (TD)است، همانطور که در معادله زیر نشان‌داده شده‌است:

$$I_{MID}=\frac{TD}{MID} \qquad (۴)$$

با F2، هدف به دست آوردن اقتصادی‌ترین مقاطع با در نظر گرفتن مصالح و هزینه نیروی کار ساختمان است:

$$C=C_r+C_c+C_l \qquad (۵)$$

که در آن Cr، Cc، Cl، و C به ترتیب هزینه‌های فولاد، بتن، نیروی کار و کل هستند.

در صورتی که فرد الزامات جابجایی (Cd)، مقاومت (Cs)، امکان پذیر بودن اتصال (Ccon)و ضخامت دال (Cدال)را برآورده نکند، پارامترهای دیگر به عنوان محدودیت‌های طراحی استفاده می‌شوند.

این روش چندین بار برای هر مدل مورد مطالعه برای تعریف مرز پارتو شناخته‌شده محاسبه شده‌است [ ۲۱ ]. جدول ۲ مقاطع نهایی و ویژگی‌های اصلی مدل‌های سازه ای به‌دست‌آمده را نشان می‌دهد.

**جدول ۲:** خصوصیات اصلی شش مدل ساختمان RC (ابعاد به سانتی متر)

| مساحت مدل | | RC3 | RC3-BRB | RC6 | RC6-BRB | RC9 | RC9-BRB |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| ستون | 1 | 55 × 55 | 40 × 40 | 65 × 65 | 55 × 55 | 55 × 55 | 60 × 60 |
| ستون | 2 | | | 65 × 65 | 50 × 50 | 55 × 55 | 45 × 45 |
| ستون | 3 | | | | | 45 × 45 | 35 × 35 |
| تیر | 1 | 35 × 65 | 30 × 65 | 45 × 100 | 35 × 75 | 40 × 75 | 30 × 55 |
| تیر | 2 | | | 35 × 75 | 35 × 65 | 40 × 70 | 30 × 60 |
| تیر | 3 | | | | | 30 × 60 | 25 × 50 |
| BRB مساحت | | | 40 | | 52 | | 36 |
| دوره | (s) | 0.69 | 0.42 | 0.87 | 0.72 | 0.92 | 0.87 |

**جدول ۳:** رکوردهای حرکت زمین انتخاب شده.

TABLE 3: Selected ground motion records.

| رکورد | زمان | بزرگی | ایستگاه | $PGA$ (cm/s²) | $PGV$ (cm/s) | $t_D$ (s) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 19/09/1985 | 8.1 | SCT | 178.0 | 59.5 | 34.8 |
| 2 | 21/09/1985 | 7.6 | Tlahuac deportivo | 48.7 | 14.6 | 39.9 |
| 3 | 25/04/1989 | 6.9 | Alameda | 45.0 | 15.6 | 37.8 |
| 4 | 25/04/1989 | 6.9 | Garibaldi | 68.0 | 21.5 | 65.5 |
| 5 | 25/04/1989 | 6.9 | SCT | 44.9 | 12.8 | 65.8 |
| 6 | 25/04/1989 | 6.9 | Sector popular | 45.1 | 15.3 | 79.4 |
| 7 | 25/04/1989 | 6.9 | Tlatelolco TL08 | 52.9 | 17.3 | 56.6 |
| 8 | 25/04/1989 | 6.9 | Tlatelolco TL55 | 49.5 | 17.3 | 50.0 |
| 9 | 14/09/1995 | 7.3 | Alameda | 39.3 | 12.2 | 53.7 |
| 10 | 14/09/1995 | 7.3 | Garibaldi | 39.1 | 10.6 | 86.8 |
| 11 | 14/09/1995 | 7.3 | Liconsa | 30.1 | 9.62 | 60.0 |
| 12 | 14/09/1995 | 7.3 | Plutarco Elías Calles | 33.5 | 9.37 | 77.8 |
| 13 | 14/09/1995 | 7.3 | Sector popular | 34.3 | 12.5 | 101.2 |
| 14 | 14/09/1995 | 7.3 | Tlatelolco TL08 | 27.5 | 7.8 | 85.9 |
| 15 | 14/09/1995 | 7.3 | Tlatelolco TL55 | 27.2 | 7.4 | 68.3 |
| 16 | 09/10/1995 | 7.5 | Cibeles | 14.4 | 4.6 | 85.5 |
| 17 | 09/10/1995 | 7.5 | CU Juárez | 15.8 | 5.1 | 97.6 |
| 18 | 09/10/1995 | 7.5 | Centro urbano Presidente Juárez | 15.7 | 4.8 | 82.6 |
| 19 | 09/10/1995 | 7.5 | Córdoba | 24.9 | 8.6 | 105.1 |
| 20 | 09/10/1995 | 7.5 | Liverpool | 17.6 | 6.3 | 104.5 |
| 21 | 09/10/1995 | 7.5 | Plutarco Elías Calles | 19.2 | 7.9 | 137.5 |
| 22 | 09/10/1995 | 7.5 | Sector popular | 13.7 | 5.3 | 98.4 |
| 23 | 09/10/1995 | 7.5 | Valle Gómez | 17.9 | 7.18 | 62.3 |
| 24 | 11/01/1997 | 6.9 | CU Juárez | 16.2 | 5.9 | 61.1 |
| 25 | 11/01/1997 | 6.9 | Centro urbano Presidente Juárez | 16.3 | 5.5 | 85.7 |
| 26 | 11/01/1997 | 6.9 | García Campillo | 18.7 | 6.9 | 57.0 |
| 27 | 11/01/1997 | 6.9 | Plutarco Elías Calles | 22.2 | 8.6 | 76.7 |
| 28 | 11/01/1997 | 6.9 | Est. # 10 Roma A | 21.0 | 7.76 | 74.1 |
| 29 | 11/01/1997 | 6.9 | Est. # 11 Roma B | 20.4 | 7.1 | 81.6 |
| 30 | 11/01/1997 | 6.9 | Tlatelolco TL08 | 16.0 | 7.2 | 57.5 |

### ۳,۲ حرکات زمین به صورت زلزله.

برای تحلیل دینامیکی مدل‌های سازه، از ۳۰ حرکت زمین باند باریک ثبت‌شده در مکان‌های خاک نرم مکزیکوسیتی استفاده شده‌است. برای این منظور، رکوردهای حرکت زمین نرم خاک به دلیل نیاز به انرژی بالا بر روی سازه‌ها در مقایسه با شتاب نگاشت های سخت خاک انتخاب شدند. حرکات زمین در مکان‌هایی ثبت شد که دوره تناوب خاک در آن‌ها حدود دو ثانیه است و در زلزله ۱۹۸۵ مکزیکوسیتی سطح آسیب شدیدی در سازه‌ها مشاهده شد. در جدول ۳، برخی از ویژگی‌های مهم رکوردها نشان‌داده شده‌اند. توجه داشته باشید که PGA و PGV اوج شتاب و سرعت زمین را نشان می‌دهند، و tD مدت‌زمان تریفاناک و بردی را نشان می‌دهد [ ۳۸ ].

### ۳,۳ ارزیابی قابلیت اطمینان سازه ای.

برای ارزیابی عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های بتنی مسلح تحت حرکات باند باریک مقیاس بندی شده در سطوح شدت مختلف از نظر شتاب طیفی در اولین مود ارتعاش سازه، از تحلیل دینامیکی افزایشی [ ۳۹ ] استفاده شده‌است. سپس، روش شناخته‌شده ارزیابی مبتنی بر عملکرد لرزه‌ای پیشنهاد شده توسط مرکز مهندسی زلزله اقیانوس آرام [ ۴۰ ] در ایالات‌متحده در این مطالعه به کار گرفته شد، که نشان می‌دهد که متوسط نرخ سالانه تجاوز (MARE)یک پارامتر تقاضای مهندسی خاص (EDP)، مانند پیک دریفت بین طبقه‌ای، در این روش بیش از یک سطح خاص از Ep می‌تواند به صورت زیر محاسبه شود:

$$\lambda(\mathrm{EDP} > \mathrm{edp}) \int_{IM} P[\mathrm{EDP} > \mathrm{edp}]\mathrm{IM} = im] \; d\lambda_{\mathrm{IM}}(\mathrm{im})] \qquad (۶)$$

که در آن IM نشان‌دهنده اندازه‌گیری شدت حرکت زمین است (در این مطالعه، شتاب طیفی در دوره مود اول ارتعاش به عنوان IM استفاده شد)و P EDP edp | IM im نشان‌دهنده منحنی شکنندگی است که احتمال شرطی است که یک EDP از سطح خاصی از edp تجاوز می‌کند با توجه به اینکه IM در سطح اندازه‌گیری شدت حرکت زمین im ارزیابی می‌شود. علاوه بر این، d IM (im)به اختلاف منحنی خطر لرزه‌ای سایت مورد نظر اشاره می‌کند.

در این زمینه، احتمال شرطی که EDP از سطح خاصی از edp تجاوز می‌کند را می توان با استفاده از تحلیل دینامیکی افزایشی و برآورد احتمالی EDP مورد نظر به دست آورد. با استفاده از منحنی خطر لرزه‌ای، ترم دوم معادله (۶)ارائه می‌شود که از تحلیل‌های خطر لرزه‌ای احتمالی معمولی، که در سطح شدت حرکت زمین im ارزیابی می‌شود، محاسبه

می‌شود. لازم به ذکر است که اندازه‌گیری شدت حرکت زمین نقش مهمی در ارزیابی عملکرد لرزه‌ای ایفا می‌کند که اتصال بین زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله است. همانطور که گفته شد، S (۱T)به عنوان IM و حداکثر دریفت بین طبقه‌ای (MID)به عنوان EDP انتخاب شد به طوری که معادله (۶)می‌تواند به صورت زیر بیان شود:

$$\lambda\,(MID>mid) \int_{Sa(T)1} P\,[MID > mid|Sa(T)1 = sa]\,[\,d\lambda\, Sa(T1\,)\,(sa)] = \qquad (۷)$$

که در ان $d\lambda_{S_a(T_1)}(s_a) = \lambda_{S_a(T_1)}(s_a) - \lambda_{S_a(T_1)}(s_a + ds_a)$ اختلاف منحنی خطر بر حسب Sa (T1) بیان می شودبا استفاده از رابطه (۷)و با در نظر گرفتن حداکثر میزان دریفت بین طبقات، قابلیت اعتماد سازه‌های بتن مسلح و بتن مسلح - مهاربندهای کمانش ناپذیر مورد ارزیابی قرار گرفت. در ارزیابی عبارت اول در انتگرال و برای حالت حداکثر تقاضای دریفت بین طبقه‌ای، از یک توزیع احتمال تجمعی لگ نرمال استفاده شده‌است [ ۴۱ ]. به همین دلیل ، اصطلاح $P[MID > mid|S_a(T_1) = s_a]$ به صورت تحلیلی به شرح زیر ارزیابی می شود:

$$P\,(MID\ >mid\,|\,S_a\,(\,T_1) = s_a) \;=\; 1\text{-}\ \Phi\left(\left(\frac{alnmid-\mu ln\ MID|Sa(T1\,)=sa}{b\sigma ln\ MID|Sa(T1\,)=\,sa}\right)\ \right) \qquad (8)$$

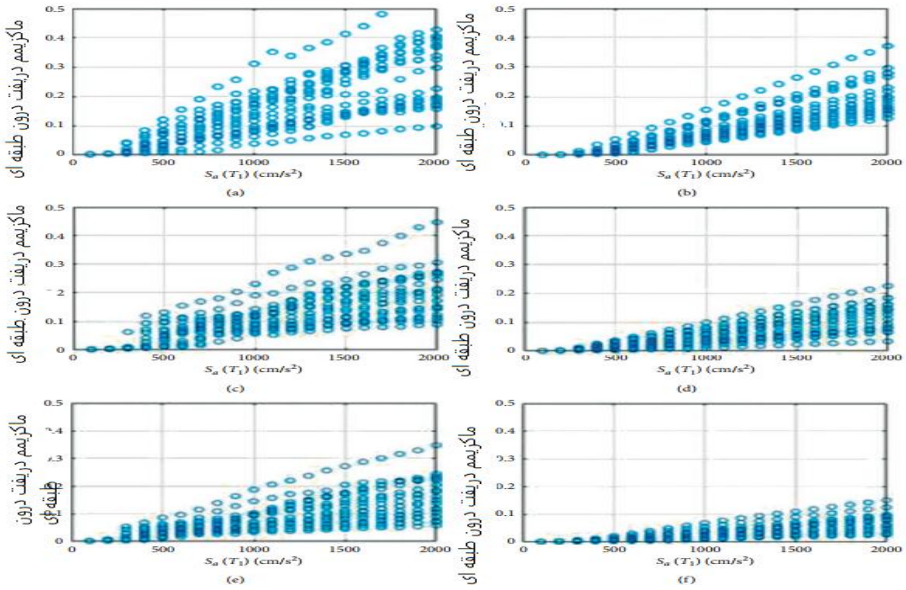
که در ان $\widehat{\mu}_{\ln MID|S_a(T_1)=s_a}$ and $\widehat{\sigma}_{\ln MID|S_a(T_1)=s_a}$ به ترتیب میانگین هندسی و انحراف معیار لگاریتم طبیعی MID هستند و Φ (.) تابع توزیع تجمعی نرمال استاندارد است. لازم به ذکر است که بوجرکز و همکاران [ ۴۲ ] استفاده از S (۱T)را به عنوان معیار شدت برای رکوردهایی که مقادیر مشابه Np دارند، پیشنهاد کردند.

## ۴. مقایسه عملکرد لرزه‌ای سازه‌های بتن مسلح و بتن مسلح - مهاربندهای کمانش ناپذیر: نتایج عددی

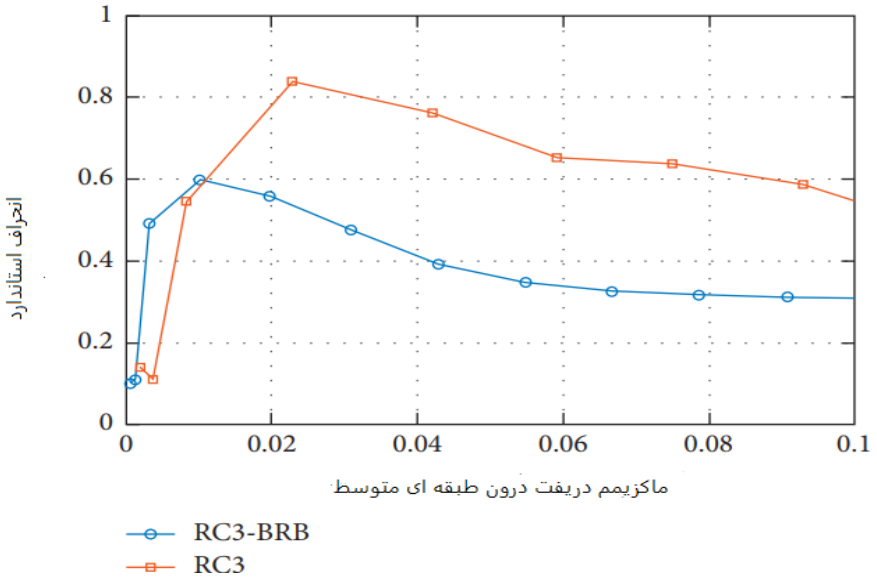
### ۱.۴ تحلیل دینامیکی افزایشی.

با هدف ارزیابی و مقایسه شکنندگی سازه ای و قابلیت اطمینان هر دو نوع مدل ساختمان انتخابی، گام اول توسعه منحنی‌های تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA)است. برای این منظور، پیک دریفت بین طبقه‌ای در مقادیر مختلف معیار شدت برای تمامی رکوردهای باند باریک تحت بررسی محاسبه می‌شود. توجه داشته باشید که نرم‌افزار Ruaumoko برای تحلیل‌های دینامیکی ۳۶۰۰ استفاده شده‌است. شکل ۴ منحنی‌های تحلیل دینامیکی افزایشی را برای مدل‌های

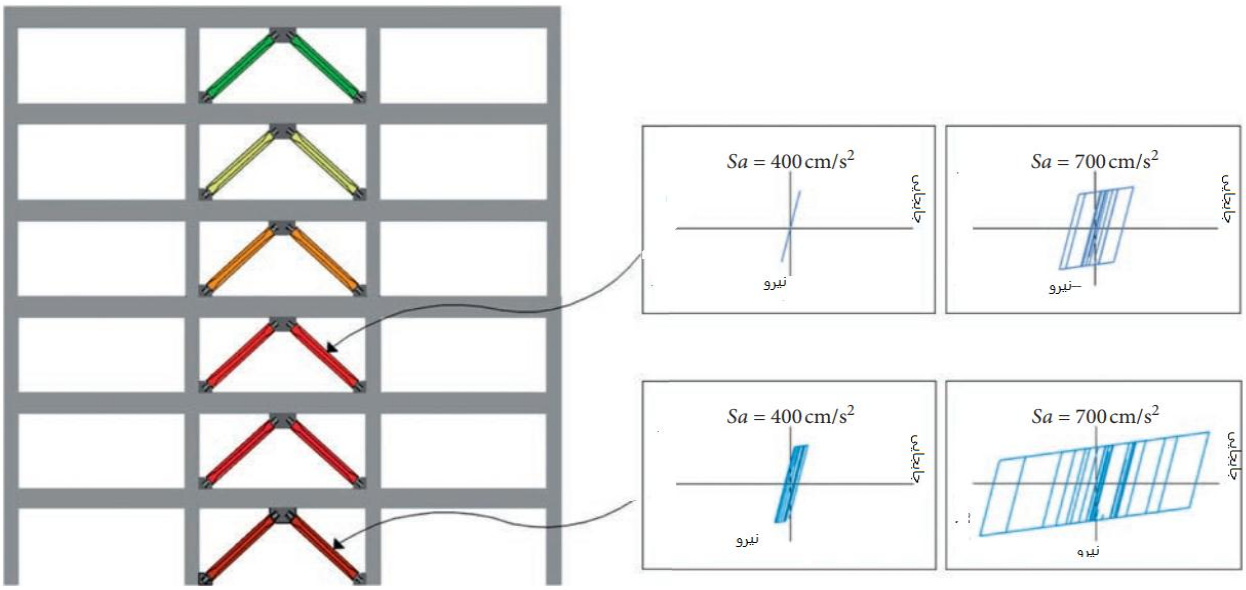
سازهای بتن مسلح RC و بتن مسلح - مهاربندهای کمانش ناپذیر مقایسه می‌کند. مشاهده می‌شود که حداکثر دریفت بین طبقه‌ای به طور کلی تمایل به افزایش برای همه مدل‌های ساختمان دارد، همانطور که (S [ ۱T ])نیز افزایش می‌یابد. به طور خاص، حداکثر دریفت بین طبقه‌ای برای یک مقدار خاص از S (۱T)در مورد ساختمان‌های مهاربندهای کمانش ناپذیر کوچک‌تر است. به عنوان مثال، برای قاب سازه‌ای با ۶ سطح طبقه و مقدار S (۱T)برابر با ۹۰۰ / cm ۲s، پیک دریفت برای مدل ۶RC سنتی می‌تواند بزرگ‌تر از ۰,۲ باشد، در حالی که در مورد ۶RCکمانش ناپذیر، کوچک‌تر از ۰,۱ است. به عبارت دیگر، عدم قطعیت در پیش‌بینی پاسخ سازه‌ای نیز تمایل به افزایش برای مقادیر بزرگ‌تر از S (۱T)دارد، و این امر به ویژه برای ساختمان‌های بتن مسلح بدون مهاربند صادق است. شکل ۵ انحراف معیار پاسخ لرزه‌ای را برای ساختمان‌های با ۳ طبقه در سطوح عملکرد مختلف از نظر حداکثر دریفت بین طبقه‌ای میانی مقایسه می‌کند. همانطور که انتظار می‌رفت مقادیر انحراف معیار برای مدل ۳RC در مقایسه با ساختمان ۳RC - مهاربند کمانش ناپذیر بیشتر است. در نهایت در شکل ۶ عملکرد لرزه‌ای مهاربندهای کمانش ناپذیر در مدل بتن مسلح - مهاربندهای کمانش ناپذیر تحت رکورد شماره یک نشان‌داده شده‌است. مشاهده می‌شود که خسارت سازه‌ای در مهاربندهای کمانش ناپذیر طبقات پایین متمرکز شده‌است، همانطور که در منحنی‌های هیسترتیک مهاربند برای دو سطح شدت از نظر (S (۱T نشان‌داده شده‌است. لازم به ذکر است که برای سطوح مقیاس بندی انتخاب‌شده از رکوردهای حرکت زمین، مهاربندهای کمانش ناپذیر به حداکثر ظرفیت خود نرسیده اند.



**شکل ۴:** منحنی های تحلیل دینامیکی افزایشی برای ساختمان ها: (الف) RC3 ، (ب) RC3-BRB ، (ج) RC6 ، (د) RC6-BRB، (e) RC9 و (f) RC9-BRB




**شکل ۵:** مقایسه انحراف استاندارد در سطوح مختلف عملکرد از نظر حداکثر مقدار دریفت بین طبقه ای برای ساختمانهای RC3 و RC3-BRB




**شکل ۶:** پیکربندی اسیب RC6-BRB و منحنی های هیسترزیس مهاربندها برای دو سطح شدت

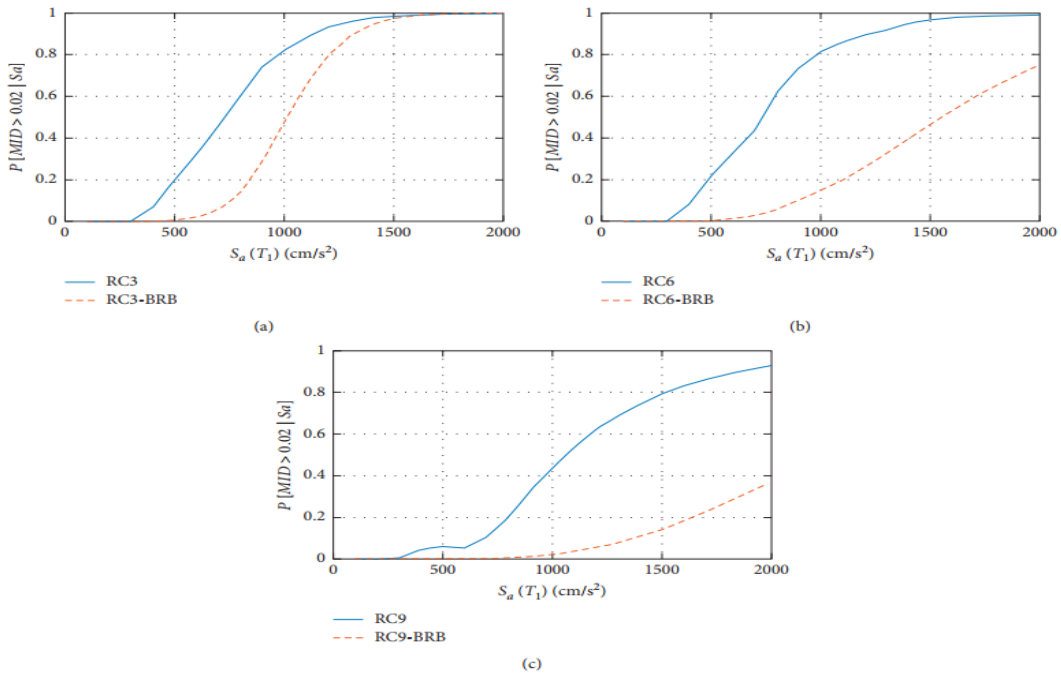
### ۴ - ۲: شکنندگی سازه ای

در این بخش با استفاده از معادله (۸)، منحنی‌های شکنندگی سازه‌ای برای ساختمان‌های بتن مسلح و بتن مسلح - مهاربندهای کمانش ناپذیر بر حسب حداکثر دریفت بین طبقه‌ای محاسبه شده‌است. ایین نامه ساختمانی مکزیکوسیتی و بوجرکز و همکاران [ ۴۲ ] نشان دادند که کنترل حداکثر دریفت بین طبقه‌ای ۰,۰۲، عملکرد لرزه‌ای خوبی را تضمین می‌کند. در اینجا، منحنی‌های شکنندگی برای هر دو سیستم سازه ای انتخاب‌شده با استفاده از مقدار جابجایی بین طبقه‌ای حداکثر ۰,۰۲ پیشنهادی، محاسبه و مقایسه می‌شوند. شکل ۷ شکنندگی لرزه‌ای را برای سطوح ۳، ۶ و ۹ طبقه ساختمان‌های بتن مسلح و بتن مسلح - مهاربندهای کمانش ناپذیر مقایسه می‌کند. نتایج نشان می‌دهد که احتمال فراتر رفتن از بیشینه دریفت بین طبقه‌ای برای قاب‌های بتن مسلح معمولی برای تمامی سطوح مقیاس بندی مورد نظر از نظر شتاب طیفی بیشتر است. به عنوان مثال، زمانی که S (۱T)برابر با ۱۰۰۰ ۲cm / s برابر با ۰,۸ برای ساختمان ۳RC است، احتمال اینکه از مقدار بیشینه دریفت ۰,۰۲ تجاوز کند، در حالی که در حالت معادل سازه ۳RC - مهاربند کمانش ناپذیر برابر با ۰,۴۵ می‌باشد، که نشان‌دهنده برتری عملکرد ۳RC - مهاربند کمانش ناپذیر نسبت به ۳RC می‌باشد. همان نتیجه برای بلندترین ساختمان‌ها نیز صادق است؛در واقع با افزایش سطح طبقات ساختمان‌ها، مهاربندهای کمانش ناپذیر احتمال افزایش مقاومت را کاهش می‌دهند، به طوری که تاثیر مهاربندهای کمانش ناپذیر برای ساختمان‌های بلند بیشتر است.

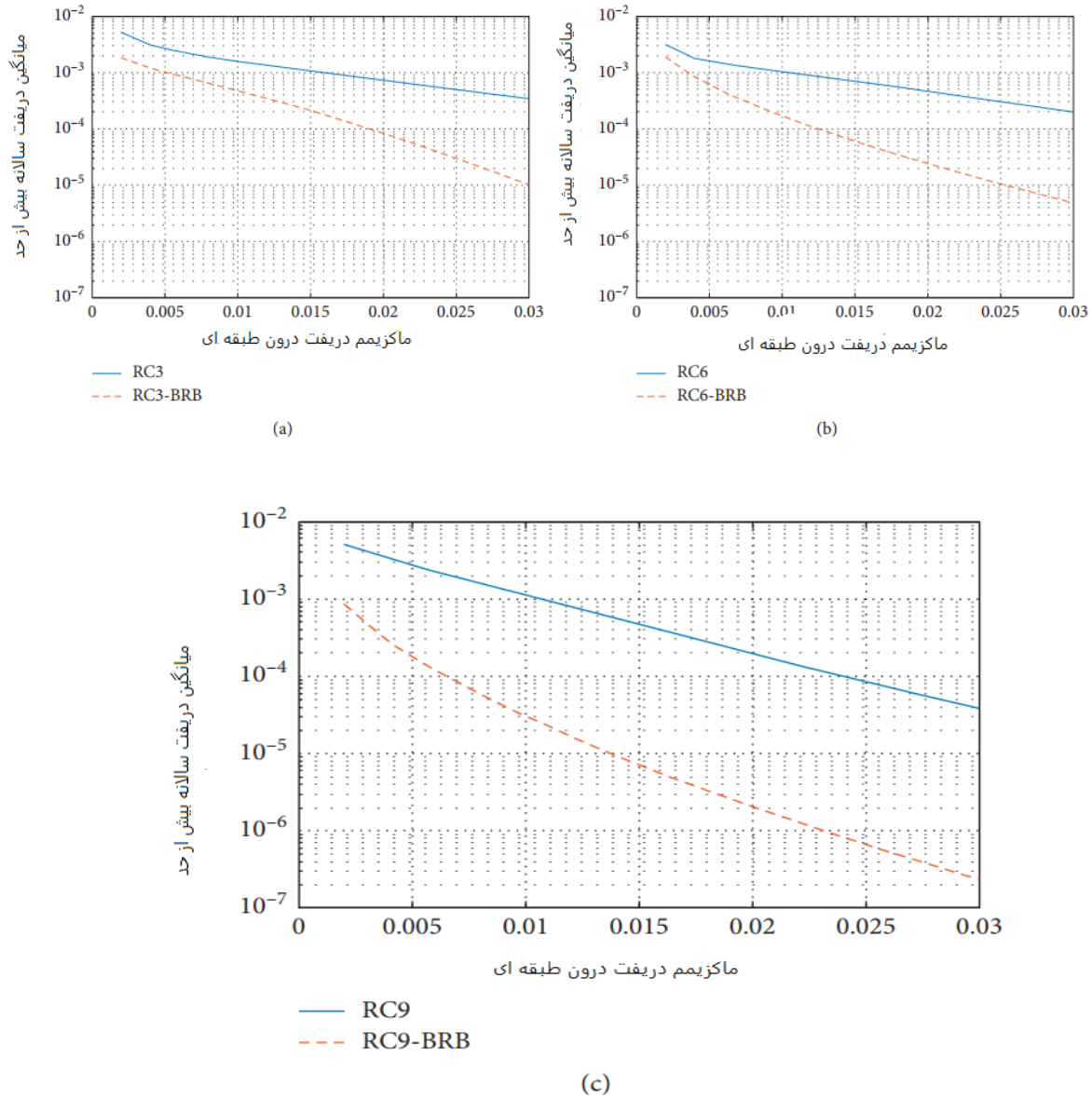
### ۴,۳ قابلیت اطمینان سازه ای

بدین منظور با استفاده از منحنی‌های شکنندگی و با استفاده از منحنی‌های خطر لرزه‌ای، نرخ متوسط سالانه افزایش یک آستانه حداکثر دریفت بین طبقه‌ای محاسبه شده‌است. برای مطالعه حاضر، منحنی‌های خطر شتاب طیفی مربوط به دوره مد اول ارتعاش هر ساختمان و برای سایت حمل و نقل دبیر کل (SCT)در مکزیکوسیتی به دنبال روش پیشنهادی آلمیلا توسعه‌یافته اند [ ۴۴ ]. بدین منظور منحنی‌های خطر لرزه‌ای بر حسب پیک دریفت بین طبقه‌ای برای ساختمان‌های بتن مسلح و بتن مسلح - مهاربندهای کمانش ناپذیر در شکل ۸ مقایسه شده‌است. نتایج نشان می‌دهد که در ساختمان‌های بتن مسلح سنتی، متوسط نرخ سالانه دریفت بین طبقه‌ای بیشینه، بیشتر از ساختمان‌های

بتنی مهار شده است. به همین دلیل، مهاربندهای کمانش ناپذیر در ساختمان‌های بتن مسلح به طور قابل‌توجهی قابلیت اطمینان سازه‌ای را افزایش می‌دهند که برای تمام ساختمان‌های انتخاب شده معتبر است.همچنین از اعتبار خاصی برخوردار است، زیرا تعداد طبقات به گونه‌ای که در مورد شکنندگی لرزه‌ای نشان داده شد، تمایل به افزایش دارد. میانگین سالانه افزایش یک آستانه برابر با ۰,۰۲ از نظر MID برای بتن مسلح و مهاربندهای کمانش ناپذیر در جدول ۴ داده شده‌است. سطوح قابلیت اطمینان سازه‌ای ساختمان‌ها با توجه به ایین نامه ساختمانی مکزیک طراحی شده‌اند. ما، مقادیر MARE از نظر حداکثر دریفت برای ساختمان‌های مهاربندهای کمانش ناپذیر به طور قابل‌توجهی در مقایسه با سازه‌های بتن مسلح ارائه‌شده توسط ایین نامه ساختمانی مکزیکوسیتی کاهش می‌یابد. به عبارت دیگر، مشاهده می‌شود که مقادیر میانگین سالانه افزایش برای سیستم‌های بتن مسلح - مهاربندهای کمانش ناپذیر کوچک‌تر از ساختمان‌های سنتی است. توجه داشته باشید که سیستم‌های سازه‌ای دیگری برای بهبود قابلیت اطمینان لرزه‌ای ساختمان‌ها مانند اتصالات پس کشیده وجود دارد [ ۴۵ ]. نتایج نشان می‌دهد که استفاده از مهاربندهای کمانش ناپذیر در ساختمان‌ها راهکار مناسبی برای کاهش نیاز به حداکثر جابجایی در سازه‌های سنتی واقع در مناطق لرزه‌خیز می‌باشد.




**شکل ۷:** منحنی های شکنندگی برای حداکثر دریفت بین طبقه ای و تمام ساختمان های مورد مطالعه




**شکل ۸:** مقایسه منحنی های خطر MID برای ساختمانهای RC و RC-BRB با (الف) ۳ طبقه ، (ب) ۶ طبقه و (ج) ۹ طبقه.

**جدول ۴:** مقایسه مقادیر میانگین سالانه بیش از حد (MARE) برای ساختمانهای RC و RC-BRB برای مقدار MID برابر با ۰,۰۲

| ساختمان RC | for $MID = 0.02$ | ساختمان RC-BRB | for $MID = 0.02$ |
|---|---|---|---|
| RC3 | 0.00072 | RC3-BRB | 0.000084 |
| RC6 | 0.00046 | RC6-BRB | 0.000024 |
| RC9 | 0.00019 | RC9-BRB | 0.0000024 |

## ۵. نتیجه‌گیری

در این مقاله عملکرد لرزه‌ای سه ساختمان بتنی مسلح سنتی و سازه‌های معادل با مهاربندهای کمانش ناپذیر با استفاده از تحلیل دینامیکی افزایشی، شکنندگی لرزه‌ای و قابلیت اعتماد سازه‌ای مورد ارزیابی قرار گرفته‌است. برای این منظور، حداکثر دریفت بین طبقه‌ای به عنوان پارامتر تقاضای مهندسی انتخاب شده‌است. در این تحقیق، با استفاده از روش تحلیل سلسله مراتبی (ahp)و با استفاده از روش تحلیل سلسله مراتبی (ahp)و با در نظر گرفتن عوامل موثر بر رفتار لرزه‌ای ساختمان‌ها، تاثیر هر یک از این عوامل بر رفتار لرزه‌ای آن‌ها مورد بررسی قرار گرفته‌است. علاوه بر این، عدم قطعیت در پیش‌بینی پاسخ سازه نیز زمانی که مهاربندهای کمانش ناپذیر در ساختمان‌های بتن مسلح استفاده می‌شوند، کاهش می‌یابد. * در تحلیل شکنندگی منعکس می‌شود که در آن احتمال بیش از بیشینه دریفت بین طبقه‌ای برای قاب‌های بتن مسلح سنتی برای تمام سطوح مقیاس گذاری در نظر گرفته‌شده بر حسب SA (۱T)بیشتر است. در نهایت، MARE، یک مقدار خاص از حداکثر دریفت بین طبقه‌ای، برای ساختمان‌های بتنی مسلح سنتی در مقایسه با ساختمان‌های مهاربندهای کمانش ناپذیر بزرگ‌تر است. به همین دلیل، مهاربندهای کمانش ناپذیر در ساختمان‌های بتن‌آرمه قابلیت اطمینان سازه‌ای را برای تمام ساختمان‌های تحت بررسی افزایش می‌دهند. این موضوع به ویژه برای بلندترین ساختمان‌های مورد مطالعه صادق است. در نتیجه، استفاده از مهاربندهای کمانش ناپذیر راه‌حل خوبی برای به دست آوردن ساختمان‌های امن‌تر و یا به منظور کاهش پیک تقاضای رانش سازه‌های سنتی تحت زلزله‌های شدید می‌باشد.

## منابع


[۱]H. Krawinkler and A. Gupta, “Deformation and ductility demands in steel moment frame structures,” Stability and Ductility of Steel Structures, vol. SDSS’97, pp. 1825–1830, 1998.

[۲]A. Khampanit, S. Leelataviwat, J. Kochanin, and P. Warnitchai, Energy-based seismic strengthening design of non-ductile reinforced concrete frames using buckling-restrained braces,” Engineering Structures, vol. 81, pp. 110–122, 2014

[3] H. Guerrero, T. Ji, A. Escobar, and A. Teran-Gilmore, “Effects of buckling-restrained braces on reinforced concrete precast models subjected to shaking table excitation,” Engineering Structures, vol. 163, pp. 294–310, 2018.

[4] J. Osteraas and H. Krawinkler, “”.e Mexico earthquake of September 19, 1985—behavior of steel buildings,” Earthquake Spectra, vol. 5, no. 1, pp. 51–88, 1989.

[5] H. Kim, Seismic evaluation and upgrading of braced frame structures for potential local failures, PhD thesis, p. 290,UMCEE 92-24, Dept. of Civil Engineering and Environmental Engineering, Univ. of Michigan, Ann Arbor, Michigan, 1992.

[6] R. Tremblay, A. Filiatrault, P. Timler, and M. Bruneau,“Performance of steel structures during the 1994 Northridge earthquake,” Canadian Journal of Civil Engineering, vol. 22, no. 2, pp. 338–360, 1995.

[7] Architectural Institute of Japan and Steel Committee of Kinki Branch, Reconnaissance Report on Damage to Steel Building Structures Observed from the 1995 Hyogoken-Nanbu (Hanshin/Awaji) Earthquake, p. 167, AIJ, Tokyo, 1995.

[8] T. Hisatoku, “Reanalysis and repair of a high-rise steel building damaged by the 1995 Hyogoken-Nanbu earthquake,” in Proceedings, 64th Annual Convention, Structural Engineers Association of California, pp. 21–40, Structural Engineers Association of California, Sacramento, CA, USA, October 1995.

[9] R. Tremblay, A. Filiatrault, M. Bruneau et al., “Seismic design of steel buildings: lessons from the 1995 Hyogo-ken Nanbu earthquake,” Canadian Journal of Civil Engineering, vol. 23, no. 3, pp. 727–756, 1996.

[10] R. Sabelli, S. Mahin, and C. Chang, “Seismic demands on steel
braced frame buildings with buckling-restrained braces,” Engineering Structures, vol. 25, no. 5, pp. 655–666, 2003

[11] C. M. Uang and M. Nakashima, “Steel buckling-restrained braced frames,” Earthquake Engineering, Recent advances and applications, CRC Press, Boca Raton, FL, USA, chapter 16, 2004.

[12] C. M. Uang and M. Nakashima, Earthquake Engineering: From Engineering Seismology to Performance Based Engineering, CRC Press LLC, Boca Raton, FL, USA, 2004.

[13] Q. Xie, “State of the art of buckling-restrained braces in Asia,” Journal of Constructional Steel Research, vol. 61, pp. 727–748, 2005.

[14] G. Della Corte, M. D’Aniello, R. Landolfo, and F. Mazzolani, “Review of steel buckling restrained braces,” Steel Construction, vol. 4, no. 2, pp. 85–93, 2011.

[15] S. Kiggins and C. M. Uang, “Reducing residual drift of buckling-restrained braced frames as a dual system,” Engineering Structures, vol. 28, pp. 1525–1532, 2006.

[16] M. Bosco, E. Marino, and P. Rossi, “Design of steel frames equipped with BRBs in the framework of Eurocode 8,” Journal of Constructional Steel Research, vol. 113, pp. 43–57, 2015.

[17] A. Lago, D. Trabucco, and A. Wood, “Case studies of tall buildings with dynamic modification devices,” Damping Technologies for Tall Buildings, Elsevier, Amsterdam, Netherlands, chapter 8, 2018.
[18] G. Palazzo, F. Lopez-Almansa, X. Cahis, and F. Crisafulli, “A low-tech dissipative buckling restrained brace. Design,analysis, production and testing,” Engineering Structures, vol. 31, pp. 2152–2161, 2009.
[19] Mexico City Building Code 2017.
[20] K. Deb, Multi-objective Optimization Using Evolutionary Algorithms, John Wiley & Sons, Chichester-New YorkWinheim Brisbane-Singapore-Toronto, 2001.
[21] K. Deb, A. Pratap, S. Agarwal, and T. Meyarivan, “A fast and elitist multiobjective genetic algorithm: NSGA-II,” IEEE Transactions on Evolutionary Computation, vol. 6, no. 2, pp. 182–197, 2002.
[22] J. Avil´es and L. P´erez-Rocha, “Damage analysis of structures
on elastic foundation,” Journal of Structural Engineering, vol. 133, no. 10, pp. 1453–1461, 2007.
[23] S. Abdel, M. Ahmed, and T. Alazrak, “Evaluation of soilfoundation-structure interaction effects on seismic response demands of multi-story MRF buildings on raft foundations,” International Journal of Advanced Structural Engineering, vol. 7, no. 1, pp. 11–30, 2014.
[24] A. Wada, E. Saeki, T. Takeuchi, and A. Watanabe, Development of Unbounded Brace,Nippon Steel Corporation Building Construction and Urban Development Division, Tokyo, Japan, 1998.
[25] A. Ter´an-Gilmore and N. Virto-Cambray, “Preliminary design of low-rise buildings stiffened with buckling restrained braces by a displacement-based approach,” Earthquake Spectra, vol. 25, no. 1, pp. 185–211, 2009.
[26] H. Guerrero, T. Ji, and J. Escobar, “Experimental studies of a steel frame model with and without buckling-restrained braces,” Revista de Ingenier´ıa S´ısmica, vol. 95, pp. 33–52, 2016.
[27] R. Rahnavard, M. Naghavi, M. Aboudi, and M. Suleiman, “Investigating modeling approaches of buckling-restrained braces under cyclic loads,” Case Studies in Construction Materials, vol. 8, pp. 476–488, 2018.
[28] A. Almeida, R. Ferreira, J. Proenca, and A. Gago, “Seismic retrofit of RC building structures with buckling restrained braces,” Engineering Structures, vol. 130, pp. 14–22, 2017.
[29] R. Tremblay, P. Bolduc, R. Nevilley, and R. DeVall, “Seismic testing and performance of buckling restrained bracing systems,” Canadian Journal of Civil Engineering, vol. 33, pp. 183–198, 2006.
[30] A. Teran-Gilmore and J. Ruiz-Garc ´ ´ıa, “Comparative seismic performance of steel frames retrofitted with buckling buckling estrained braces through the application of force-based and displacement-based approaches,” Soil Dynamic and Earthquake Engineering, vol. 31, no. 3, pp. 478–490, 2011.
[31] J. Holland, Adaptation in Natural and Artificial Systems. An
Introductory Analysis with Applications to Biology, Control and Artificial Intelligence, University of Michigan Press, Ann Arbor, Mich, 1975.
[32] M. Barraza, E. Bojorquez, E. Fern ´ andez-Gonz ´ alez, and ´A. Reyes-Salazar, “Multi-objective optimization of structural steel buildings under earthquake loads using NSGA-II and PSO,” KSCE Journal of Civil Engineering, vol. 21, pp. 488–500, 2017.
[33] M.-D. Yang, M.-D. Lin, Y.-H. Lin, and K.-T. Tsai, “Multiobjective optimization design of green building envelope material using a non-dominated sorting genetic algorithm,”Applied Jermal Engineering, vol. 111, pp. 1255–1264, 2017.
[34] S. Bakhshinezhad and M. Mohebbi, “Multi-objective optimal design of semi-active fluid viscous dampers for nonlinear structures using NSGA-II,” Structures, vol. 24, pp. 678–689, 2020.

[35] H. Leyva, E. Boj´orquez, J. Boj´orquez et al., “Earthquake design
of reinforced concrete buildings using NSGA-II,” Advances in Civil Engineering, vol. 2018, Article ID 5906279, 11 pages, 2018.
[36] E. Bojorquez and S. E. Ruiz, “Strength reduction factors for the valley of Mexico taking into account low cycle fatigue effects,” in Proceedings of 13o World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, BC, Canadapaper 516, Vancouver, BC, Canada, August 2004
[37] A. Teran-Gilmore and J. O. Jirsa, “Energy demands for seismic ´
design against low cycle fatigue,” Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. 36, pp. 383–404, 2007.
[38] M. D. Trifunac and A. G. Brady, “A study of the duration of strong earthquake ground motion,” Bulletin of the Seismological Society of America, vol. 65, no. 3, pp. 581–626, 1975.
[39] D. Vamvatsikos and C. A. Cornell, “Incremental dynamic analysis,” Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. 31, no. 3, pp. 491–514, 2002.
[40] G. G. Deierlein, Overview of a Comprehensive Framework for Performance Earthquake Assessment, Report PEER 2004/05, pp. 15–26, Pacific Earthquake Engineering Center, Berkeley,CF, USA, 2004.
[41] E. Bojorquez and J. Ruiz-Garc ´ ´ıa, “Residual drift demands in
moment-resisting steel frames subjected to narrow-band earthquake ground motions,” Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. 42, pp. 1583–1598, 2013.
[42] E. Bojorquez, A. Ter ´ an-Gilmore, S. E. Ruiz, and A. Reyes- Salazar, “Evaluation of structural reliability of steel frames: interstory drift versus plastic hysteretic energy,”Earthquake Spectra, vol. 27, no. 3, pp. 661–682, 2011.
[43] E. Bojorquez and I.Iervolino, “Spectral shape proxies and nonlinear structural response,” Soil Dynamics and Earthquake Engineering, vol. 31, no. 7, pp. 996–1008, 2011.
[44] J. L. Alamilla, Reliability-based Seismic Design Criteria for Framed Structures, PhD .esis, Universidad Nacional Aut´onoma de M´exico, UNAM, Mexico, 2001.
[45] E. Bojorquez, A. L ´ opez-Barraza, A. Reyes-Salazar et al., “Improving the structural reliability of steel frames using posttensioned connection,” Advances in Civil Engineering, vol. 2019, Article ID 8912390, 10 pages, 2019